

## 휨인성을 고려한 강섬유보강 슛크리트 거동의 수치해석적 연구

조병욱<sup>1)</sup>, 박연준<sup>2)\*</sup>, 유광호<sup>2)</sup>, 김수만<sup>2)</sup>, 임두철<sup>3)</sup>, 이상돈<sup>4)</sup>

### A Numerical Study on the Behavior of Steel Fiber Reinforced Shotcrete in Consideration of Flexural Toughness

Cho byoung ouk, Park yeon jun, You kwang ho, Kim su man and lim doo chul

**Abstract** Reliability in tunnel analysis is necessary to accomplish technically sound design and economical construction. For this, a thorough understanding of the construction procedure including the ground-support interaction has to be obtained. This paper describes a proper modelling technique to simulate the behavior of the steel fiber reinforced shotcrete (SFERS) which maintain the supporting capability in post-failure regime. The additional supporting effect of the steel support was also verified by 3-D analyses and a new load distribution factor were proposed. The use of the plastic moment limit (PML) alone can eliminate the occurrence of the awkwardly high tensile stress in the shotcrete and can successfully model the post-peak ductile behavior of the SFERS. But with this method, moment is limited whenever the stress caused by moment reaches tensile strength of the shotcrete irrespective of the stress by axial force. Therefore, it was necessary to find a more comprehensive method which can reflect the influence of the moment and axial force. This can be accomplished by the proper use of "liner element" which is the built-in model in FLAC. In this model, the peak and residual strength as well as the uniaxial compressive strength of the SFERS can be specified. Analyses were conducted with these two models on the 2-lane road tunnels excavated in class IV and V rock mass and results were compared with the conventional elastic beam model. Results showed that both models can reflect the fracture toughness of the SFERS which could not be accomplished by the elastic beam model.

**Key words** Shotcrete, Liner model, Steel fiber, Flexural toughness

**초 록** 타당성 있는 터널의 설계 및 경제적 시공을 위해서는 터널해석의 신뢰성이 확보되어야 한다. 이를 위해서는 암반과 지보재의 상호 작용을 포함하여 시공 전반에 걸친 깊은 이해가 필요하다. 본 논문에서는 파괴 이후에도 지보력을 상실하지 않는 강섬유보강 슛크리트의 거동을 적절히 모델링하는 기법을 소개하였다. 강지보재의 지보 효과를 알아보기 위해 3차원 해석을 수행하였으며, 이를 통하여 새로운 하중분담율이 산정되었다. 소성모멘트한계만을 사용한 경우(PML 모델) 슛크리트에 비정상적으로 발생하던 높은 인장응력을 없앨 수 있었고, 파괴 후의 연성 거동을 모사할 수 있었으나 축력의 영향이 고려되지 못하여 실제 거동과의 괴리를 매우기에는 다소 미흡하였다. 따라서 축력과 모멘트 한계를 동시에 고려할 수 있는 방법이 필요하였는데, FLAC의 내장 모델인 liner 모델을 통하여 이러한 거동이 모사될 수 있었다. Liner 모델에서는 강섬유 보강 슛크리트의 일축압축 강도와 더불어 최대 및 잔류 인장강도도 지정이 가능하다. 이 두가지 모델을 이용하여 4등급 및 5등급 암반에 굴착되는 2차로 터널에 대하여 해석을 수행하였다. 또한 종래에 사용되던 탄성 beam 모델을 이용한 해석도 병행하여 그 결과를 비교하였다. 탄성 beam 모델을 제외한 두 가지 모델은 탄성 beam 모델에서는 반영될 수 없었던 휨인성을 고려할 수 있었다.

**핵심어** 슛크리트, 라이너 모델, 강섬유, 휨인성, 소성모멘트

<sup>1)</sup> (주) SK건설

<sup>2)</sup> 수원대학교 공과대학 토목공학과 교수

<sup>3)</sup> 수원대학교 공과대학 토목공학과 박사과정

<sup>4)</sup> 한국도로공사 도로교통기술원 지반연구그룹 수석연구원

\* 교신저자 : yjpark@suwon.ac.kr

접수일 : 2007년 10월 2일

심사 완료일 : 2007년 10월 25일

## 1. 서 론

터널의 주지보재인 슛크리트는 수치해석상 선형탄성 거동을 하는 것으로 가정하여 해석을 실시하고 있으나 현재 대부분 터널현장에서 사용되고 있는 강섬유보강

스츠크리트는 연성거동의 특성을 보이기 때문에 이를 반영할 수 있는 해석방법의 연구가 필요한 실정이다. 따라서 기존의 해석방법과는 다른 강섬유보강 슛크리트의 휨인성 개념을 수치해석상에서 고려할 수 있는 방법을 모색해야 할 필요가 있다. 또한 대부분의 터널 해석에서는 4등급 이하의 암반에 시공되는 강지보재를 별도로 모델링하지 않고 슛크리트의 탄성계수에 일정비율을 증가시켜 구현하는 실정이나, 실제로는 강지보재의 변형계수가 훨씬 크므로 강지보재에는 상대적으로 큰 하중이, 슛크리트에는 적은 하중이 걸리게 된다.

본 연구에서는 3차원 해석을 수행하여, 이 두 부분에 작용하는 하중을 별도로 구하였으며, 이를 근거로 강지보재가 시공되는 경우에 대한 2차원 해석에 사용될 수 있는 하중분담율을 산정하였다. 또한 슛크리트의 거동을 모사함에 있어 현재 사용되고 있는 탄성 beam모델과 더불어 강섬유보강 슛크리트의 파괴인성을 부분적으로 고려할 수 있는 liner모델과 PML모델을 사용하여 해석을 수행하고 그 결과를 비교분석하여 실제거동을 모사할 수 있는 해석방법을 제안하고자 하였다. 이를 위해 지보재에 작용하는 하중이 비교적 큰 4등급 암반과 5등급 암반에 굴착되는 터널의 거동을 수치 해석적으로 검토하고 그 결과를 분석하였다.

## 2. 강섬유보강 슛크리트의 설계 및 거동

### 2.1 강섬유보강 슛크리트의 설계방법

터널설계기준에 의하면 2등급 이하의 암반에 대해서는 강섬유보강 슛크리트를 사용하도록 명시되어 있다. 강섬유보강 슛크리트의 품질기준은 휨인성시험으로 정의되어 있으나, 대다수의 수치해석에서는 슛크리트의 압축강도인 19.6 MPa를 기준으로 허용응력을 산정하여 지보재의 파괴여부를 판단하고 있다. 그러나 강섬유보강 슛크리트는 파괴 후 연성거동을 나타내며 동시에 인성도 양호하므로 소성설계법의 개념을 효과적으로 적용함으로써 실제 구조물의 파괴 메커니즘에 근접한 설계결과를 얻을 수 있다. 이 때 인장강도는 휨인성시험에 근거하여 추정될 수 있다.

현재 철근콘크리트 구조물 설계방법에서 사용하고 있는 강도설계법이나 소성설계법(한계설계법)의 개념을 바탕으로 강섬유보강 슛크리트의 파괴인성을 고려할 수 있는 설계법의 개념을 도입하여 슛크리트를 모델링한다면 수치해석에서 슛크리트에 작용하는 응력을 산정하는 데 신뢰성이 향상될 것으로 생각된다.

강도설계법은 재료가 극한상태까지 응력을 발휘한다고 가정하여 설계하는 비탄성, 비선형 설계방법이다. 이

때 설계하중은 사용하중에 하중계수를 곱하여 구한다. 또한 단면이 극한 상태에서 발휘할 수 있는 저항능력을 설계강도라 하며 이는 공칭강도( $M_u$ )에 강도감소계수( $\phi$ )를 곱하여 구한다. 이러한 관계는 다음 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi M_u \geq M_u \quad (1)$$

여기서,  $M_u$ 는 설계계수 모멘트이다. 강도설계법에서는 하중에 곱해진 하중계수와 공칭강도에 곱해지는 강도감소계수에 의해 안전을 확보한다. 이 설계방법은 파괴에 근접된 구조거동에 초점을 맞추어 개발된 방법이므로 반드시 사용성에 대한 설계도 병행되어야 한다. 강도설계법은 콘크리트의 설계기준강도를 구하는데 사용될 수 있다. 압축강도는 기존의 28일 강도시험에 근거한 설계기준강도의 85%를 취하는 것이 일반적이나 강섬유의 영향을 고려하여 보수적인 설계에서는 이보다 작은 값을 사용할 수도 있다.

소성설계법은 소성힌지개념을 도입한 설계방법으로 한계설계법이라고도 칭한다. 강도설계법에서는 설계강도,  $\phi M_u$ 이 부재의 한 단면에 작용하면 부재가 파괴되는 것으로 설계하는 반면 소성설계법에서는 부정정구조물인 경우 설계강도에서 부재는 파괴되지 않고 추가하중을 더 받을 수 있는 파괴 메커니즘을 나타내고 있다. 이러한 설계방법은 소성거동을 잘 나타내는 강구조물에 적용하는 것이 일반적이며 철근콘크리트 구조물에서는 부분적으로 적용하고 있는 실정이며, 강섬유보강 슛크리트의 파괴인성을 고려하여 사용할 수 있는 적합한 설계방법이 될 수 있다.

### 2.2 휨인성 평가방법 및 품질기준

그림 1은 휨인성 측정을 위한 Yoke 방식의 하중 재하 장치이다. Yoke 방식에서의 시험장치는 정확한 시험결과를 제공할 수 있도록 충분히 견고해야 하며 하중제어 방식이 아닌 처짐제어 방식이어야 한다. 그리고 3등분점 하중을 재하하기 위한 장치는 소정의 처짐까지 공시체의 변형을 구속하지 않는 구조이어야 한다. 통상적으로 시험기는 KS B 5533(압축시험기)에 규정되어 있는 것으로서 휨 시험장치의 부차이 가능하고 최대용량이 100 tonf 이하인 유압식을 표준으로 한다. 하중의 재하속도는 L/1500~L/3000로 일정한 속도를 유지하여야 한다.

강섬유 보강 슛크리트의 인성을 평가할 수 있는 방법으로는 에너지 흡수능력을 절대값으로 나타내는 방법, 에너지 흡수능력과 관련하여 무차원의 지수(toughness index)로 나타내는 방법 및 균열 발생 후 임의 처짐까지

의 등가휨강도(equivalent flexural strength)로 나타내는 방법 등이 있다. 유럽통합규정인 EFNARC, 호주의 RTA, 일본의 JCI, 미국의 ASTM, ACI에서는 에너지 흡수능력으로서 슛크리트 성능을 평가하는 방법을 제시하고 있으며, 일본의 JSCE에서는 등가휨강도를 이용한 성능평가 방법을 제시하고 있다.

한국도로공사의 경우에는 슛크리트 관련 성능 및 품질기준이 『고속도로공사 전문시방서(토목편)』에 수록되어 있는데, 강섬유를 포함하지 않는 일반 슛크리트의 경우에는 품질기준을 일축압축강도로 규정하고 있으나, 강섬유보강 슛크리트의 경우에는 대체로 파괴 인성을 고려한 도로공사의 기준을 적용하고 있다.

한국도로공사의 슛크리트 휨인성 기준은 일본에서 사용하는 JSCE 기준과 유사한데, 보 공시체에 대한 휨시험을 통해 순수처짐이 3 mm가 될 때까지 시험하여 등가휨강도(휨인성계수)가 최대휨강도의 68% 이상이 되어야 하며, 이 때의 최대휨강도는 설계기준강도(4.4 MPa) 이상이어야 한다.

한국도로공사를 제외한 타 기관의 경우에는 주로 압축강도 기준을 사용하고 있는데, 재령 28일 기준 강도를 19.6 MPa나 20.6 MPa로 규정하고 있으며 터널표준시방서의 경우에는 압축강도를 20.6 MPa로 정하고 있다.

### 2.3 강섬유보강 슛크리트의 파괴 후 인성을 고려한 해석 모델

일반적인 슛크리트는 취성적인 거동을 하므로 파괴 후에는 지보력을 상실한다. 슛크리트의 인장저항 능력을 증대시키고 국부적인 균열의 생성 및 성장을 억제하기 위해 불연속의 짧은 강섬유를 콘크리트 속에 균등하게 분산시켜 인장강도, 휨강도, 균열에 대한 저항성 등을 개선한 슛크리트를 강섬유보강 슛크리트라 한다. 그림 2는 일반 슛크리트, 메쉬보강 슛크리트, 강섬유보강 슛크리트를 사용했을 경우의 하중-변위곡선을 나타낸 것이다.

일반 슛크리트는 최대하중에 도달한 후 즉시 파괴가

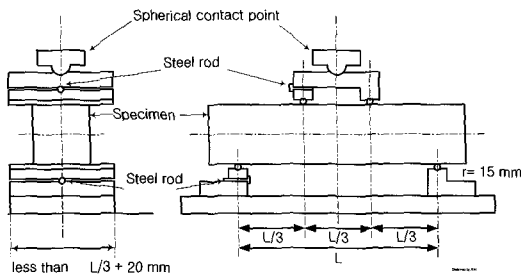


그림 1. 휨인성 측정을 위한 Yoke방식의 하중 재하장치

일어나지만 철망으로 보강한 경우나 강섬유보강 슛크리트는 최대하중에서 파괴가 된 후에도 지지력을 상실하지 않고 연성적인 거동을 보이는 것을 알 수 있다. 그림 3은 실제 휨인성 시험을 통하여 강섬유보강 슛크리트의 하중-변위 곡선을 도시한 것이며, 최대 하중에 도달 후에도 잔류강도를 가지면서 연성파괴를 거동을 보이는 것을 볼 수 있다.

이와 같은 슛크리트의 거동을 현실적으로 해석에 반영하려면 파괴인성과 관련된 강도 특성들, 즉 소성모멘트한계나 최대인장강도, 잔류인장강도, 일축압축강도 등의 값들이 수치해석에 반영되어야 한다.

현재 슛크리트 거동 해석을 위해 널리 사용되고 있는 탄성 보 모델은 선형탄성 거동을 하므로 경우에 따라 슛크리트에 과다한 응력이 발생하는 결과를 나타내며, 슛크리트가 항복하지 않으므로 전체적인 응력분포도 실제와는 다르게 나타난다. 본 연구에서는 슛크리트의 파괴인성을 고려할 수 있는 두 가지 방법을 모색하였다.

첫 번째 방법은 탄성 beam 모델에 소성 모멘트 한계(plastic moment limit)를 부과하는 방법이다(이하 PML 모델). 즉, beam에 작용하는 모멘트가 한계치에 도달하

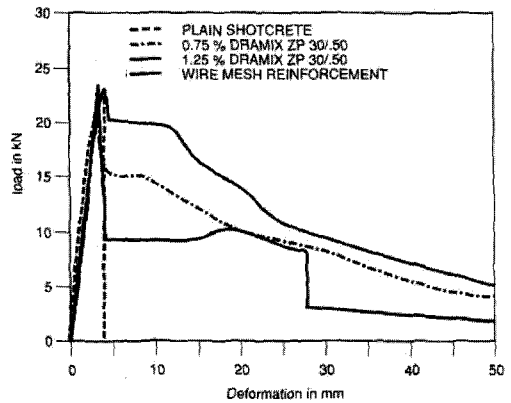


그림 2. 슛크리트 종류별 하중-변위 곡선 (Marc Vandewalle, 1997)

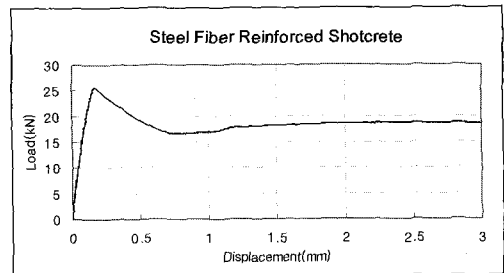


그림 3. 강섬유보강 슛크리트의 하중-변위 곡선

면 변형은 증가하나 모멘트는 더 이상 증가하지 않아 보는 일종의 소성힌지(plastic hinge)거동을 보인다.

이 모델을 사용할 경우 소성모멘트 한계를 적절히 산정하는 방법이 필요한데, 다음의 식 (2)를 이용하여 최대 소성모멘트 한계( $M_p$ )를 산정할 수 있다.

$$M_p = \sigma_y \frac{bh^2}{4} \quad (2)$$

여기서,  $\sigma_y$  = 항복응력  
 $b$  = 단면의 폭  
 $h$  = 단면의 높이이다.

그러나 (2)식에 의해 계산된 최대 소성 모멘트 한계는 중립축의 이동이 고려된 것이며, 슛크리트의 경우 중립축의 이동량을 정확히 계산하기가 어렵다. 따라서 중립축이 일정하다고 가정하고 다음의 식 (3)을 이용하여 최대 탄성모멘트( $M_E$ )를 계산하여 사용하는 것이 보다 현실적일 것으로 생각된다.

$$M_E = \sigma_y \frac{bh^2}{6} \quad (3)$$

식 (2) 및 (3)에 사용되는 항복응력은 시험에 의해 결정될 수 있으나, 설계 단계에서는 휨강도 기준을 적용할 수 있다. 강섬유보강 슛크리트의 경우 잔류응력을

기준으로 설계하는 것이 바람직하며, 안전 측이다. 따라서 한국도로공사의 휨강도 기준인 최대휨강도 4.4 MPa의 68%인 등가휨강도 3.0 MPa를 항복강도로 가정하여 모멘트한계를 결정하였다.

두 번째 방법은 liner 요소를 사용하는 방법(이하 liner 모델)이다. Liner모델은 보요소와 유사하며 2차원 요소로 3자유도를 가진다. 보요소와 다른 점은 재료의 인장 및 압축강도와 잔류인장강도를 지정할 수 있다는 점이다.

탄소성 재료의 거동은 그림 4에 도시한 바와 같이 모멘트 상관도에 의해서 나타낼 수 있으며 보통 콘크리트 기동설계에서 사용된다. 극한 파괴포락선은 무보강과 보강시멘트 재료에서 유사하지만 보강된 재료는 파괴후 잔류량을 가지며 무보강 시멘트 재료는 전형적으로 잔류량이 없다.

상관도는 알고 있거나 또는 명시된 재료의 기하학적 단면의 압축력과 인장강도로 구성되어진다. 두께, 압축력, 인장력 그리고 다양한 극한지지력을 사용한 모델이다. 계산 과정에서와 같이, 구조요소에서의 축력과 모멘트는 극한지지력과 비교한다. 요소에 작용하는 힘이 극한지지력에 도달할 때 크랙이 발생하고 이후 해당 요소는 잔류강도만을 가지게 된다.

위의 3가지의 모델을 알아보기 쉽게 도시화 하면 그림 5와 같으며, 각 model 별 주요 변수를 정리하면 표 1과 같다.

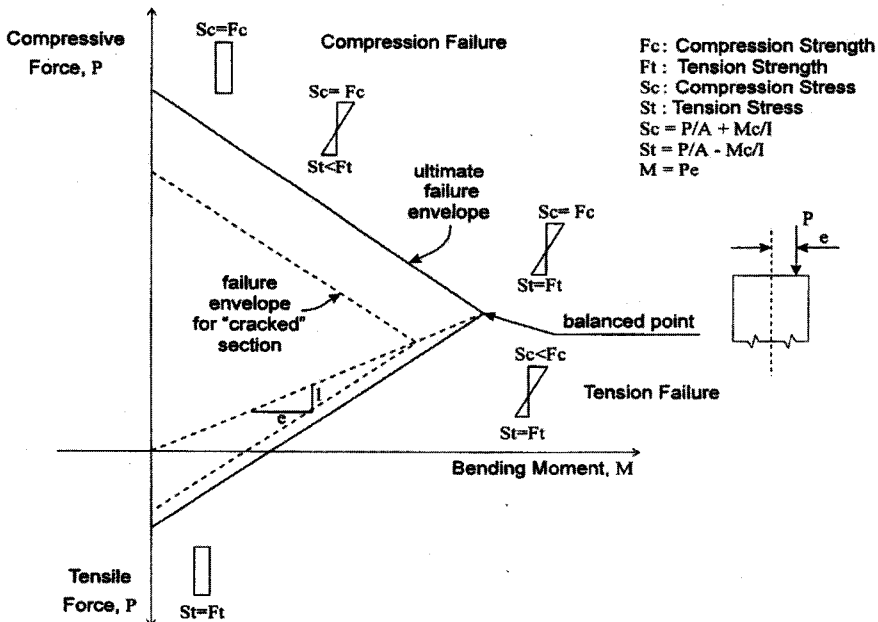


그림 4. 모멘트 상관도

2.4 휨인성시험에 대한 적용 사례 및 결과

Beam모델을 적용한 경우와 PML모델을 적용한 경우 그리고 liner모델을 적용한 경우를 비교하여 강섬유보강 슛크리트를 모사할 수 있는 적절한 방법을 모색하고자 하였다.

터널에 적용하기에 앞서 휨인성시험을 통하여 모델링

을 다르게 할 경우의 각각의 요소에 대해 비교분석 하였다. 표 2는 휨인성시험에서 사용된 물성이다.

길이 3 m의 보를 3개의 요소로 나누어 각 요소의 길이를 1 m로 하고 3등분 지점에서 10<sup>-8</sup> m/sec의 속도로 변위를 가하여 하중을 대신하였다. 경계조건은 실제 시험과 동일하게 하였다. 그림 6은 휨인성시험에 사용된 모

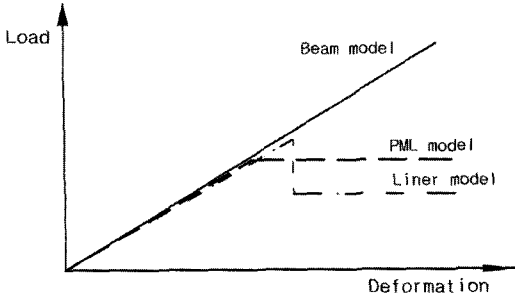


그림 5. 각 모델별 역학적 거동 특성

표 1. 각 모델별 입력 변수

	Beam model	PML model	Liner model
탄성계수	○	○	○
단면적	○	○	○
단면2차모멘트	○	○	○
소성모멘트한계	-	○	-
최대 인장응력	-	-	○
최대 잔류응력	-	-	○
압축응력	-	-	○

표 2. 휨인성시험에 사용된 입력 파라미터

Model	탄성 계수 (GPa)	면적 (m <sup>2</sup> )	단면 2차모멘트 (m <sup>4</sup> )	소성 모멘트 (N-m)	두께 (m)	최대 인장응력 (MPa)	최대 잔류응력 (MPa)	압축 응력 (MPa)
Beam	15.63	0.15	2.8125e-4	-	0.15	-	-	-
PML	15.63	0.15	2.8125e-4	1.125e4	0.15	-	-	-
Liner	15.63	0.15	2.8125e-4	-	0.15	3.0	3.0	17

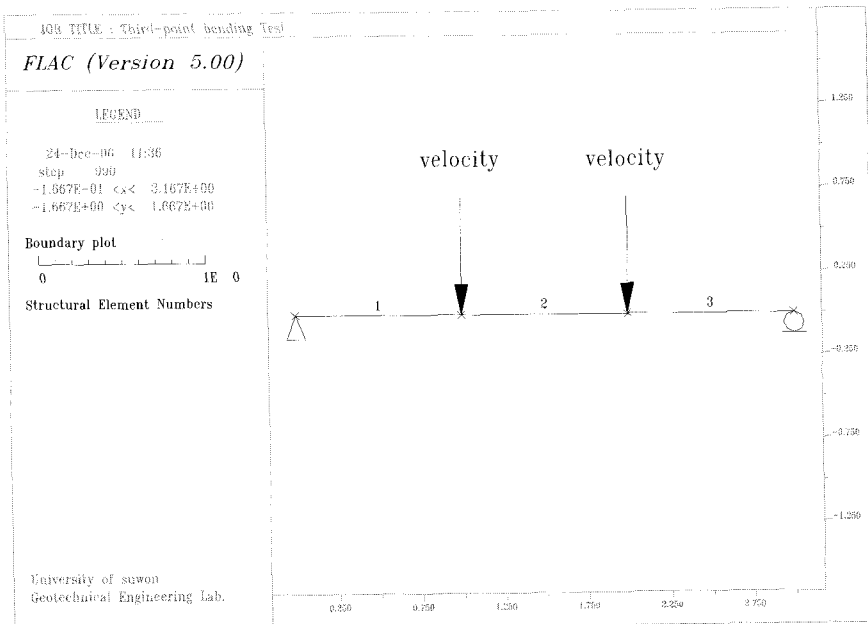
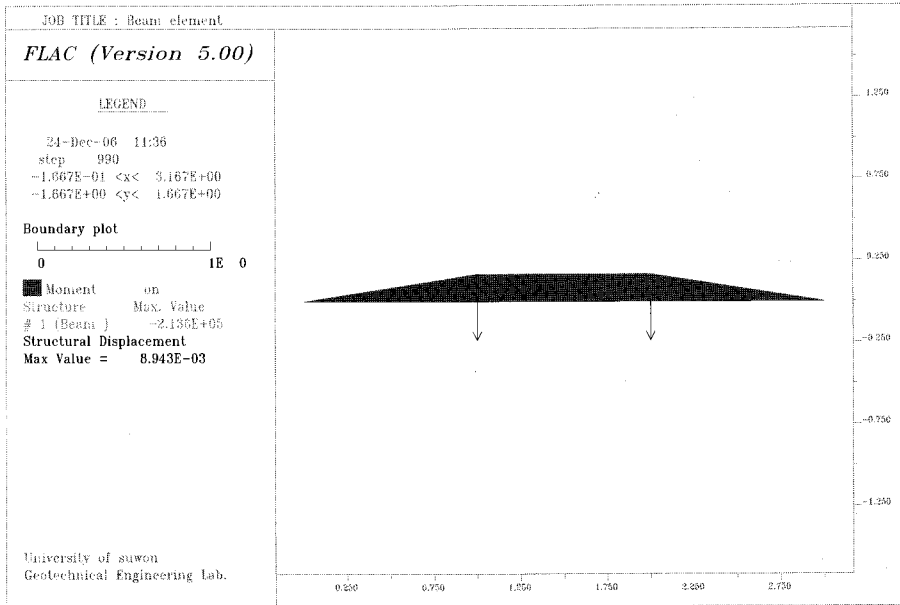


그림 6. 휨인성시험에 사용된 모델

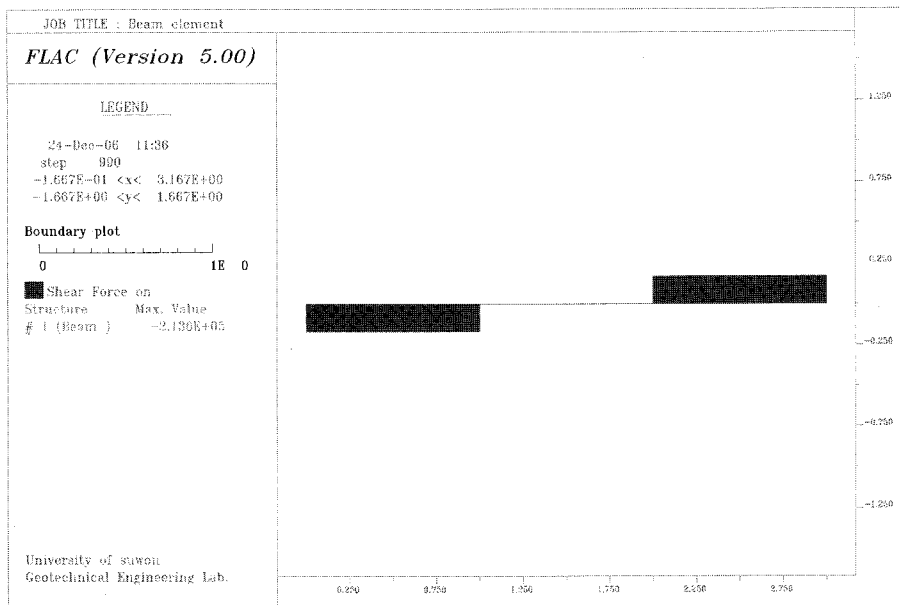
델이다.

그림 7의 시험결과를 살펴보면 beam모형을 적용한 경우에는 변위의 증가에 따라 모멘트와 전단력이 계속 증가하지만 PML모형을 적용한 경우나 liner 모델을 적

용한 경우에는 소성모멘트한계인  $1.125 \times 10^4 \text{ Nm}$ 에 도달하면 더 이상 증가하지 않음을 알 수 있다. 여기서 축력은 고려하지 않아서 PML모형과 liner 모델이 동일한 결과를 보였으나 실제의 터널에서는 식 (4)에 의해 응력



moment

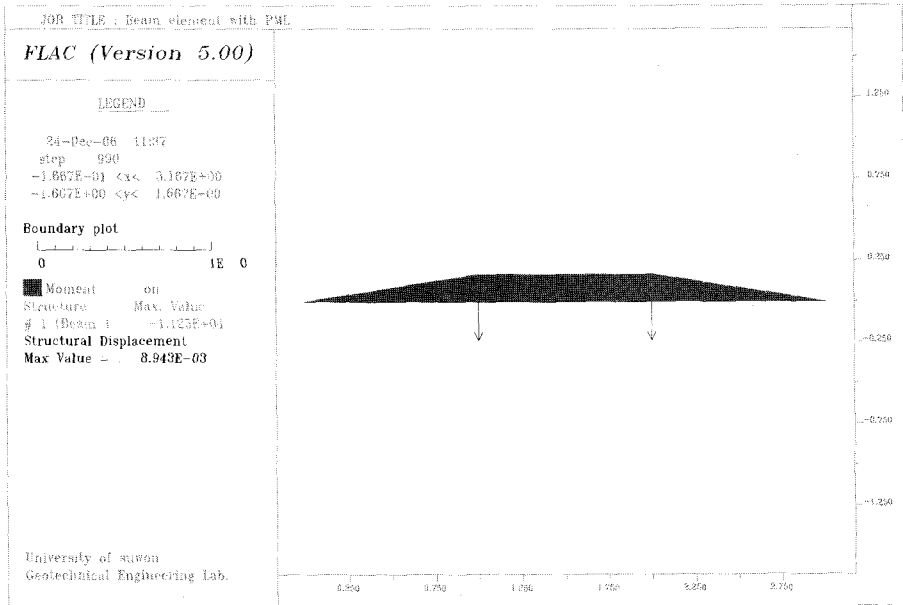


shear force  
(a) Beam모델

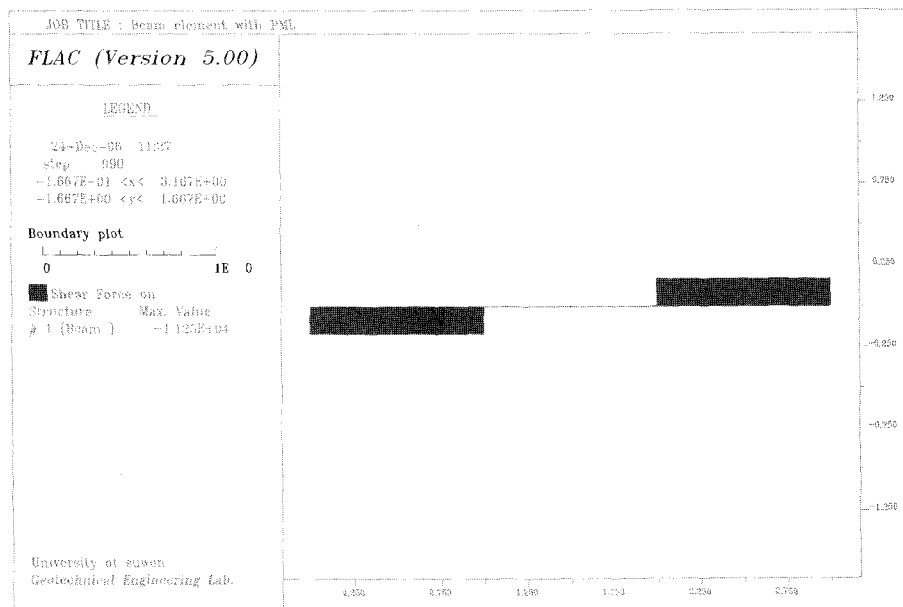
그림 7. 각 모델별 적용 시 모멘트도 및 전단력도

이 계산되므로 liner 모델에서는 압축력에 따라서 한계 응력이 달라지지 않으나 PML 모델의 경우 한계응력이 달라져 실제 강섬유보강 슛크리트의 거동과는 차이를 보일 수 있다.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} \tag{8}$$

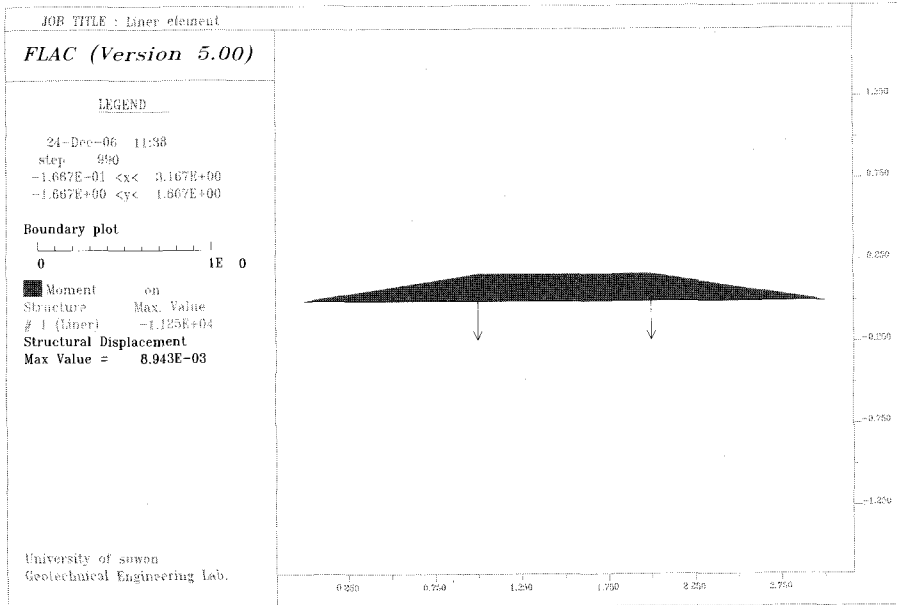


moment

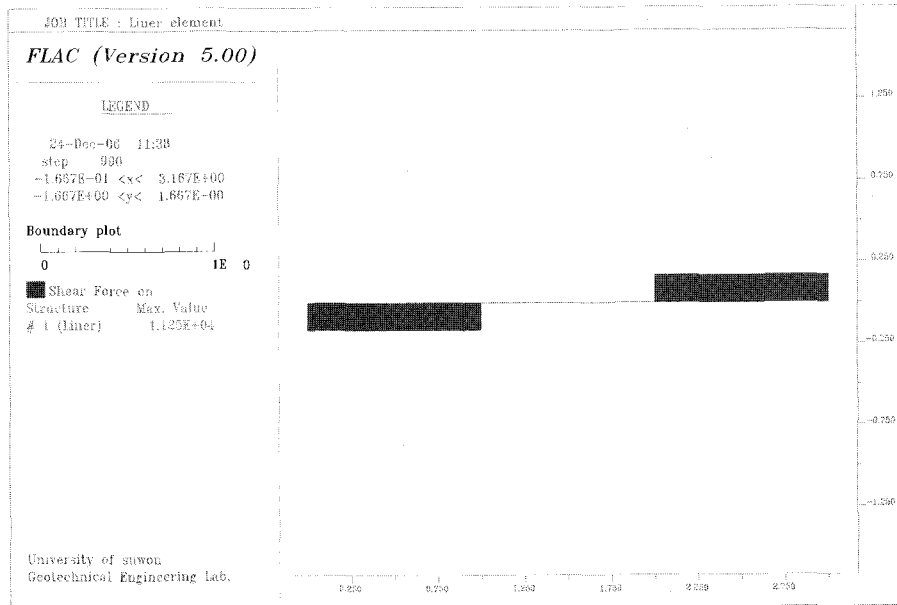


shear force  
 (b) PML모델

그림 7. 각 모델별 적용 시 모멘트도 및 전단력도 (continued)



moment



shear force

(c) Liner모델

그림 7. 각 모델별 적용 시 모멘트도 및 전단력도 (continued)

#### 4. 강지보재를 고려한 하중분담율의 산정

현재의 수치해석에서는 강지보재를 별도로 모델링하지 않고 슛크리트의 탄성계수에 일정비율을 증가시켜

구현하는 실정이다. 실제로는 강지보재의 변형계수가 훨씬 크므로 강지보재에는 많은 하중이, 슛크리트 부분에는 상대적으로 작은 하중이 걸리게 되므로 이 두 부분을 구분하여 슛크리트에 가해지는 하중과 강지보재에



가해지는 하중을 따로 구분하였으며, 2차원 및 3차원 해석을 통하여 강지보재가 시공되는 경우에 대한 하중 분담율을 산정하였다.

**4.1 해석영역 및 해석조건**

본 연구에서는 유한차분방식(FDM, finite difference method)에 근거하여 작성된 지반 해석용 프로그램인 FLAC-2D 및 FLAC-3D를 사용하여 수치해석을 실시하였다.

그림 8.(a)는 2차원 해석에 사용된 터널형상으로 폭 7 m 높이 7.5 m의 한국도로공사의 2차선 표준단면을 사용하였으며, 측면 및 하부경계는 터널 굴착 시 발생하는 굴착상당외력을 감안하여 천단부에서 상부경계까지 그리고 바닥면에서 아래경계까지 각각 5D(D: 터널 폭)로 모델링 하였고, 측면부에서는 좌, 우측경계까지는 4D

(D: 터널 폭)로 모델링 하였다. 2차원 해석에 사용된 요소망수는 5400개이며 전체 요소의 좌, 우측면 경계는 x방향(수평방향)변위를 구속하였고 하부경계는 y방향(수직방향)을 구속하여 경계조건을 설정하였다.

그림 8.(b)는 3차원 해석에 사용된 지반모델로 높이 100 m, 폭 50 m, 터널굴진방향 60 m의 지반을 직육면체로 모델링하였으며, 터널의 천단부, 어깨부, 측면부의 슛크리트의 응력 및 격자지보의 응력을 검토하기 위하여 상하분할 굴착으로 해석을 실시하였다. 터널의 형상은 2차원과 비교하기 위하여 같은 형상인 한국도로공사의 2차선 표준단면을 사용하였으며 터널 굴진 방향 60 m 중 45 m까지만 굴착하여 하부 막장면 앞에서의 응력분포를 확인하였다.

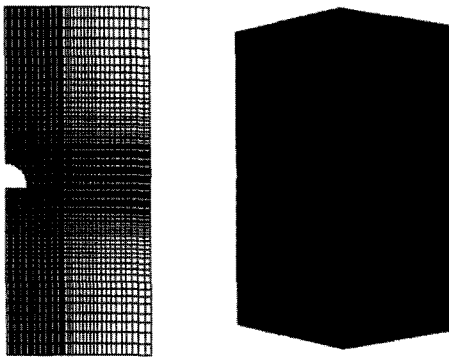
**4.2 지반 및 지보재의 물성**

해석에 사용된 지반에 대한 입력 물성치는 표 1과 같으며, 한국도로공사에서 제안한 암반등급별 변형성 및 강도정수 중 격자지보가 설치되는 4등급 물성과 5등급 물성을 사용하였다.

**4.3 강지보재를 고려한 2차원 해석결과**

암반등급에 따른 슛크리트지보와 슛크리트지보에 격자지보를 적용한 지보의 거동분석을 규명하기 위하여 각각의 지보에 대해 축압계수를 변화시키면서 슛크리트의 응력과 격자지보의 응력을 비교 분석하였다. 편의를 위하여 슛크리트지보는 슛크리트로 슛크리트지보에 격자지보재가 적용된 경우는 슛크리트+ 강지보재(lattice girder)로 표기하였다.

표 6은 4등급 암반에서의 축압계수의 변화와 슛크리트



(a) 2차원 해석 요소망 (b) 3차원 해석 요소망

그림 8. 해석 요소망

표 3. 해석에 사용된 암반등급별 변형성 및 강도정수 (한국도로공사 도로교통기술원, 2002)

암반 등급	물성	탄성 계수 (GPa)	체적 탄성 계수 (GPa)	전단 탄성 계수 (GPa)	마찰각 (deg)	점착력 (Pa)	밀도 (kg/m <sup>3</sup> )	포아송비	인장 강도 (Pa)
4 등급		6.04	4.03	2.42	35	1e5	2600	0.25	5e4
5 등급		2.80	1.87	1.12	31	5e4	2600	0.25	2.5e4

표 4. 슛크리트 관련 파라미터

구분	구분	탄성계수 (GPa)	면적 (m <sup>2</sup> )	단면2차모멘트 (m <sup>4</sup> )
4등급	1차	5.20	0.08	1.041e-5
	2차	12.15	0.12	1.440e-4
	3차	15.63	0.12	1.440e-4
5등급	1차	5.20	0.08	1.041e-5
	2차	10.42	0.16	3.413e-4
	3차	15.63	0.16	3.413e-4

표 5. 격자지보재의 물성 및 관련 파라미터

구분	격자지보 종간격 (m)	탄성계수 (Pa)	포아송비	면적 (m <sup>2</sup> )	y축 2차모멘트 (m <sup>4</sup> )	z (x)축 2차모멘트 (m <sup>4</sup> )	관성 모멘트 (m <sup>4</sup> )
2차원	4등급	1.5	-	8.9e-4	-	2.04e-6	-
	5등급	1.2	-	1.11e-3	-	2.55e-6	-
3차원	4등급	1.5	0.30	1.335e-3	1.34e-6	3.83e-6	5.17e-6
	5등급	1.2					

표 6. 4등급 암반에서 축압계수에 따른 슛크리트와 슛크리트 + 강지보재의 지보효과 비교

암반 등급	축압 계수	지보	최대변위 (mm)	스틉크리트 최대압축응력 (MPa)	격자지보 최대응력 (MPa)
4등급	0.5	스틉크리트	3.51	6.20	-
		스틉크리트 + 강지보재	3.46	5.45	136
	1.0	스틉크리트	3.73	6.84	-
		스틉크리트 + 강지보재	3.73	5.67	117
	1.5	스틉크리트	6.59	7.05	-
		스틉크리트 + 강지보재	6.55	6.57	126
	2.0	스틉크리트	10.38	9.91	-
		스틉크리트 + 강지보재	10.34	9.55	193
허용범위			-	12.36	294.20

트와 슛크리트 + 강지보재에 따른 지보효과를 나타내고 있다. 슛크리트의 응력을 살펴보면 적게는 3.7%에서 많게는 17.1%까지 응력이 감소하는 것을 알 수 있다.

이것은 슛크리트에 강지보재를 적용함으로써 슛크리트의 응력이 감소하고 감소된 응력은 강지보재에서 받아 주는 것으로 볼 수 있다.

4등급암반에서는 슛크리트의 허용압축응력에 80%까지 도달하여 있으므로 안전하다고는 볼 수 없다.

격자지보의 최대응력을 살펴보면 축압계수가 2.0일 때를 제외하고는 허용응력인 294.20 MPa에 50%미만으로 작용하고 있는 것을 알 수 있다.

표 7은 5등급 암반에서 슛크리트와 슛크리트 + 강지보재의 지보효과를 나타낸 것이다. 5등급 역시 4등급 암반에서 슛크리트의 응력은 격자지보를 적용할 경우가 적용하지 않을 경우보다 약 5.2%~14.5%의 응력감소 효과가 있는 것으로 나타났다. 특히 축압계수가 1.5일 때는 슛크리트의 응력이 허용압축응력에 근접하였으며 슛크리트 + 강지보재에서 슛크리트의 응력을 9.8%정도 감소시키는 효과가 나타났다. 격자지보의 응력도 축압계수가 1.5일 경우 291 MPa로 허용응력에 도달하여 불안정성을 보이며, 축압계수가 2.0일 경우에는 390 MPa까지 증가하여 격자지보 역시 허용응력을 상당히 초과함을 알 수 있다.

#### 4.4 강지보재를 고려한 3차원 해석결과

2차원에서 해석한 단면을 3차원으로 모델링하여 변위 및 슛크리트와 격자지보 응력의 변화양상을 살펴보았다.

표 8과 표 9는 4등급 암반에서 축압계수가 0.5, 2.0일 때의 최대변위, 슛크리트의 최대압축응력과 격자지보의 최대응력을 정리하여 나타낸 것이다.

표 8을 보면 슛크리트의 응력은 천단부보다는 어깨부에서 최대값을 나타내며, 최대변위는 슛크리트나 슛크리트 + 강지보재에서 차이가 없는 것으로 나타났다. 최대응력을 보인 어깨부에서는 슛크리트 + 강지보재에서 약 7.1%의 슛크리트 응력이 감소하는 결과를 얻었으며, 측벽부에서도 5.5%의 슛크리트 응력이 감소하는 결과를 얻었다.

표 9는 4등급 암반에서 축압계수가 2.0일 때의 지보효과를 비교한 것이다. 슛크리트의 응력은 천단부에서 6.3% 어깨부에서 6.7% 측벽부에서 20%의 감소효과가 나타났다.

#### 4.5 하중분담율의 결정

기존에 일반적으로 사용된 하중분담율을 적용한 결과를 검토하고 합리적이고 정량적인 하중분담율의 결정을 위해 3차원해석 결과를 검토하여 새로운 하중분담율을 결정하였다.

표 7. 5등급 암반에서 축압계수에 따른 슛크리트와 슛크리트 + 강지보재의 지보효과 비교

암반등급	축압계수	지보재	최대변위 (mm)	스틉크리트 최대압축응력 (MPa)	격자지보 최대응력 (MPa)
5등급	0.5	스틉크리트	13.26	8.40	-
		스틉크리트 + 강지보재	13.03	7.18	214
	1.0	스틉크리트	19.56	9.47	-
		스틉크리트 + 강지보재	19.54	8.70	167
	1.5	스틉크리트	36.62	12.20	-
		스틉크리트 + 강지보재	36.50	11.00	291
	2.0	스틉크리트	59.33	17.30	-
		스틉크리트 + 강지보재	59.20	16.40	390
허용범위			-	12.36	294.20

표 8. 4등급 암반에서 슛크리트와 슛크리트 + 강지보재의 지보효과 비교 (Ko=0.5)

암반등급	축압계수	지보재	위치	최대변위 (mm)	스틉크리트 최대압축응력 (MPa)	격자지보 최대응력 (MPa)	
4등급	0.5	스틉크리트	천단부	3.57	0.89	-	
			어깨부		2.25		
			측벽부		0.72		
		스틉크리트 + 강지보재	천단부	3.56	0.87		19.48
			어깨부		2.09		45.75
			측벽부		0.68		48.72
	허용범위				-	12.36	294.20

표 9. 4등급 암반에서 슛크리트와 슛크리트 + 강지보재의 지보효과 비교 (Ko=2.0)

암반등급	축압계수	지보재	위치	최대변위 (mm)	스틉크리트 최대압축응력 (MPa)	격자지보 최대응력 (MPa)	
4등급	2.0	스틉크리트	천단부	9.39	6.21	-	
			어깨부		4.74		
			측벽부		0.54		
		스틉크리트 + 강지보재	천단부	9.34	5.82		195.29
			어깨부		4.42		147.63
			측벽부		0.43		41.33
	허용범위				-	12.36	294.20

표 10. 5등급 암반에서 슛크리트와 슛크리트 + 강지보재의 지보효과 비교 (Ko=0.5)

암반등급	축압계수	지보재	위치	최대변위 (mm)	스틉크리트 최대압축응력 (MPa)	격자지보 최대응력 (MPa)	
5등급	0.5	스틉크리트	천단부	10.53	2.97	-	
			어깨부		3.48		
			측벽부		1.52		
		스틉크리트 + 강지보재	천단부	10.16	2.66		81.42
			어깨부		3.14		112.74
			측벽부		1.35		133.70
	허용범위				-	12.36	294.20

여기에서 3차원 해석 시 응력백분율과 가장 유사한 2차원 해석 응력백분율이 나오는 하중분담율이 적정분배율이 된다.

여기서 응력백분율이란  $\frac{\text{해당 단계까지의 응력}}{\text{최대응력}} \times 100(\%)$ 이다.

**5. 지보재 모델별 수치해석결과**

**5.1 각 모델별 입력 파라미터**

표 13

**5.2 4등급 압반의 해석결과**

다음 표 14는 4등급 압반에서 3가지 모델에 대하여

비교분석한 것이다.

표 14를 보면 축압계수가 1.0일 경우에는 천단부 및 측벽부의 변위에서는 차이가 없는 것으로 나타났으며 최대압축응력과 발생위치 역시 동일하며 인장응력은 발생하지 않는 것으로 나타났다. 또한 축압계수가 2.0일 경우에는 천단부의 변위에서 PML모델을 적용한 경우나 liner모델을 적용한 경우가 beam모델을 적용한 경우보다 약 2%정도 작게 발생하였으나 측벽부는 동일한 것으로 나타났다. 최대압축응력 역시 큰 차이를 보이지는 않는 것으로 나타났다. 파괴인성을 고려하였음에도 불구하고 3가지의 경우 모두 비슷한 값이 나온 이유는 압반이 불량한 4등급 압반이라 하더라도 슛크리트가 파괴영역까지는 미치지 못하는 것으로 판단된다. 즉 지보재가 파괴영역에 도달하지 않는다면 파괴인성을 고려하

표 11. 5등급 압반에서 슛크리트와 슛크리트 + 강지보재의 지보효과 비교 (Ko=2.0)

압반등급	축압계수	지보재	위치	최대변위 (mm)	스�크리트 최대압축응력 (MPa)	격자지보 최대응력 (MPa)
5등급	2.0	스�크리트	천단부	36.29	9.90	-
			어깨부		5.16	
			측벽부		2.22	
		스�크리트 + 강지보재	천단부	35.66	8.82	378.40
			어깨부		4.24	374.43
			측벽부		1.82	216.71
허용범위				-	12.36	294.20

표 12. 3차원해석결과와 2차원해석 하중분담율 결정결과

압반등급	구분	터널굴착	1차 강섬유보강 슛크리트 설치 격자지보 설치	2차 강섬유보강 슛크리트 설치 록볼트 설치	3차 강섬유보강 슛크리트 설치
4등급	하중 분담율 (%)	30	40	15	15
5등급	하중 분담율 (%)	20	40	35	5

표 13. Beam모델 및 PML모델, liner모델의 입력 물성치

구분		탄성계수 (GPa)	면적 (m <sup>2</sup> )	단면2차모멘트 (m <sup>4</sup> )	소성모멘트한계 (N-m)	Liner 모델		
						최대 인장응력 (MPa)	최대 잔류응력 (MPa)	압축 응력 (MPa)
4등급	1차	5.20	0.08	1.041e-5	3.2e3	3.0	3.0	17
	2차	12.15	0.12	1.440e-4	7.2e3	3.0	3.0	17
	3차	15.63	0.12	1.440e-4	7.2e3	3.0	3.0	17
5등급	1차	5.20	0.08	1.041e-5	3.2e3	3.0	3.0	17
	2차	10.42	0.16	3.413e-4	1.28e4	3.0	3.0	17
	3차	15.63	0.16	3.413e-4	1.28e4	3.0	3.0	17

더라도 특별히 결과가 달라지지는 않는다. 그림 9는 최대응력이 발생하는 위치를 나타낸 것이다. 모델별 최대응력 발생위치가 다른 이유는 슛크리트의 파괴 후 거동의 모사여부에 따라 다른 것으로 판단된다.

그림 10은 축압계수가 1.0일 경우의 슛크리트 응력을 천단부에서 측벽부까지 나열한 것이다. 3가지의 모델 모두 거의 비슷한 거동을 보이는 것을 알 수 있으며, S.L 은 spring line이다.

그림 9의 경우 역시 모델에 대한 차이는 없는 것으로 나타났으며 천단부와 어깨부에서 모멘트가 작게 발생하다가 측벽부 하부에서는 sig 1과 sig 2의 차이가 약 7 MPa 정도의 차이가 난 것을 알 수 있다. 여기서, sig 1과 sig 2는 식 (8)에서 계산된 슛크리트의 최대압축응력을 두가지 경우로 나타낸 것이며, (-)부호가 붙는 경우에는 슛크리트의 최대인장응력을 나타낸 것이다. beam모델

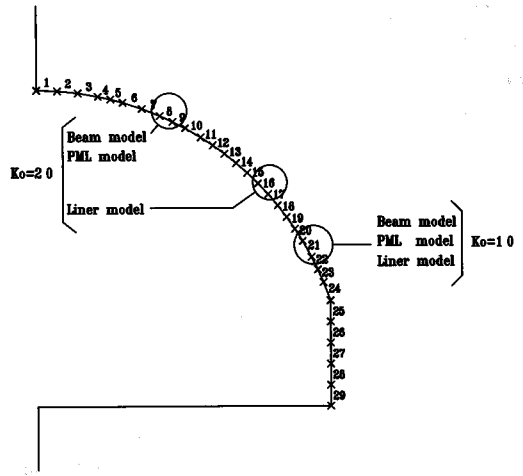


그림 9. 4등급 암반에서의 최대응력 발생위치

표 14. 4등급 암반에서 모델별 비교

축압 계수	구 분		Beam model	PML model	Liner model
1.0	변위 (mm)	천단	3.13	3.14	3.14
		측벽	2.20	2.20	2.20
	최대압축응력 (MPa)		7.50 (21)	7.50 (21)	7.48 (21)
	최대인장응력 (MPa)		-	-	-
2.0	변위 (mm)	천단	5.56	5.44	5.45
		측벽	5.74	5.74	5.74
	최대압축응력 (MPa)		10.81 (8)	10.81 (8)	10.73 (16)
	최대인장응력 (MPa)		-	-	-

\*( )는 발생위치

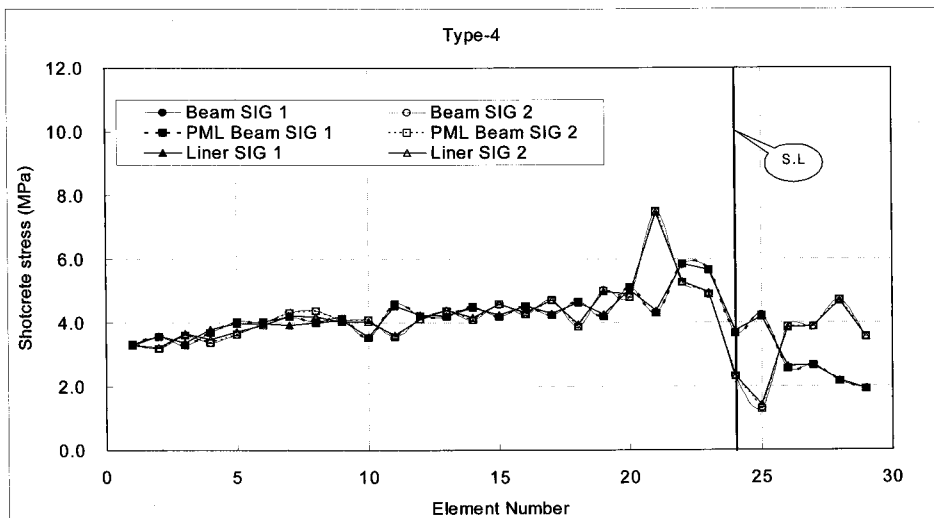


그림 10. 4등급 암반에서의 모델별 슛크리트 응력비교 (Ko=1.0)

은 식 (8)의 압축력만을 고려하고 PML모델은 모멘트만 고려하고 압축력을 고려하지 않으므로 PML모델에서 파괴여부를 판단할 필요가 있다. 여기서 소성모멘트한계를 산정할 때 항복응력을 3.0 MPa로 가정하였으므로 sig 1과 sig 2의 응력 차이가 6.0 MPa 이상이 발생하면 PML모델은 파괴되었다고 간주해야 한다. 따라서 약 7.0 MPa의 응력차이가 있으므로 PML모델을 적용하였을 경우는 파괴되었다고 할 수 있다.

**5.3 5등급 암반의 해석결과**

표 15 및 그림 12와 그림 13을 같이 살펴보면 축압계수가 1.0일 경우 각각의 모델에 대해 비교한 결과 변위는 PML모델을 적용한 경우가 천단부에서 1.7%, 측벽부에서 5.9%정도 많이 발생한 것으로 나타났으며, beam

모델을 사용한 경우와 liner모델을 사용한 경우는 거의 비슷한 것으로 나타났다. beam모델과 liner모델은 동일한 위치에서 최대압축응력이 발생하였으며, PML모델은 천단부에서 최대 압축응력이 발생하였다. 최대인장응력의 경우는 PML모델에서만 발생하지 않았는데 이 이유는 소성모멘트한계에 도달하게 되면 모멘트는 더 이상 증가되지 않기 때문이다. 그러나 인장응력이 발생하지 않았어도 sig 1과 sig 2의 차이가 6.0 MPa이상이 된다면 다른 모델과 동일하게 인장파괴가 되었다고 판단할 수 있다.

축압계수가 2.0인 경우 beam모델과 PML모델은 압축응력 17 MPa를 초과하였으며 liner모델 역시 초과한 후 응력이 감소한 것으로 판단할 수 있다. 인장응력을 살펴보면 liner모델의 경우 -3.0 MPa를 초과하지 않는 것

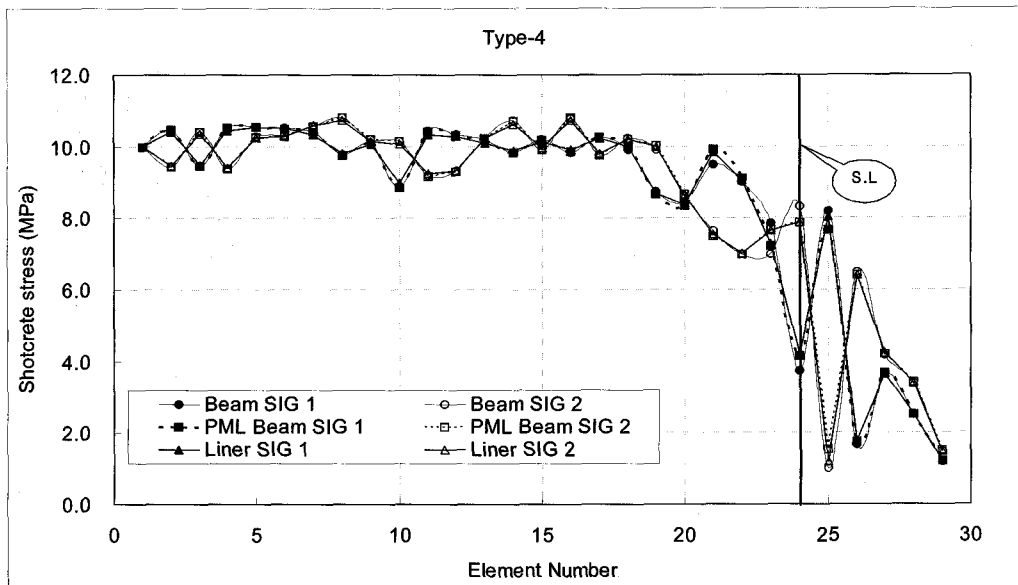


그림 11. 4등급 암반에서의 모델별 슛크리트 응력비교 (Ko=2.0)

표 15. 5등급 암반에서 모델별 비교

축압 계수	구 분		Beam model	PML model	Liner model
1.0	변위 (mm)	천단	10.23	10.40	10.22
		측벽	11.87	12.58	11.86
	최대압축응력 (MPa)	14.38 (25)	10.00 (5)	12.90 (25)	
	최대인장응력 (MPa)	-4.21 (25)	-	-3.00 (24)	
2.0	변위 (mm)	천단	23.52	25.34	23.82
		측벽	34.15	35.94	33.99
	최대압축응력 (MPa)	17.71 (12)	17.21 (4)	16.80 (12)	
	최대인장응력 (MPa)	-6.70 (25)	-	-3.00 (25)	

으로 나타났다. 이는 최대인장강도와 최대잔류강도를 3.0 MPa로 적용하였기 때문이며, 이 값에 도달하였으므로 인장파괴가 발생함을 알 수 있다. PML모델의 경우 최대 및 최소 응력의 차이가 6.0 MPa인 경우가 측벽부 상부에서 측벽부 하부까지 분포하는 것을 알 수 있으며, 3~4군데에서 인장파괴가 발생함을 알 수 있다.

그림 14는 5등급 암반에서의 모델별 파괴여부를 도식화 한 것이다. 측압계수가 1.0인 경우에는 beam모델이나 PML모델에서는 파괴가 발생하지 않았으나 liner모델의 경우 25번 요소에서만 인장파괴가 발생했다. 측압계수가 2.0인 경우 liner모델은 7군데에서 압축파괴가 발생하였으며, 24, 25번 요소에서 인장파괴가 발생하였

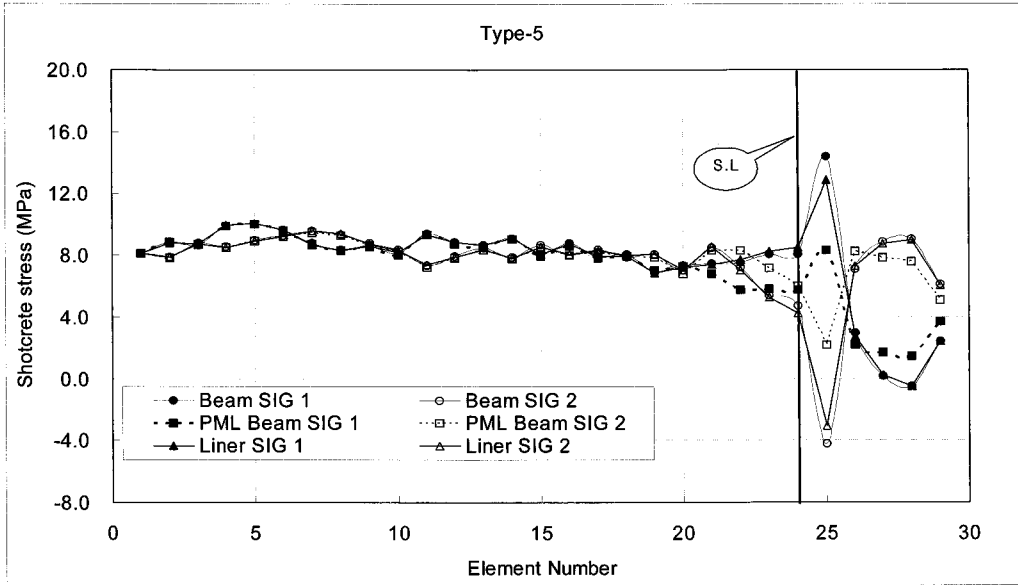


그림 12. 5등급 암반에서의 모델별 슛크리트 응력비교 (Ko=1.0)

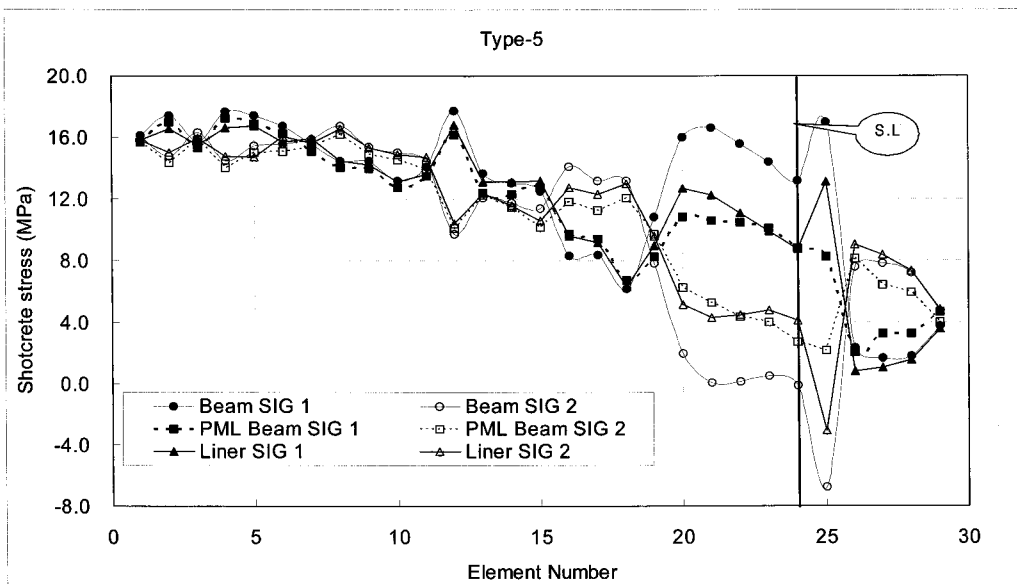


그림 13. 5등급 암반에서의 모델별 슛크리트 응력비교 (Ko=2.0)

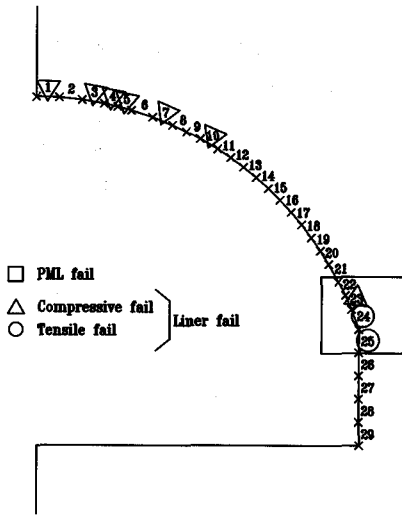


그림 14. 5등급 암반에서 모델별 파괴여부

다. 또한 PML모델의 경우에는 22번요소에서 25번요소까지 모멘트의 차이가 6.0 MPa 발생하여 파괴된 것으로 판단할 수 있다.

## 6. 결론

본 연구에서는 강섬유보강 슛크리트에 걸리는 하중과 강지보재에 걸리는 하중을 별도로 계산하여 2차원 및 3차원 수치해석을 수행하고 그 결과를 비교함으로써 강지보재가 설치되는 경우의 하중분배율을 새로이 산정하였다. 또한 강섬유 보강 슛크리트의 힘인성을 고려한 해석 방법으로 PML 모델과 liner 모델을 적용함으로써 강섬유보강 슛크리트의 거동을 보다 현실적으로 고려할 수 있음을 확인하였다.

본 연구에서 얻어진 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 격자지보 설치 유무에 따른 강섬유보강 슛크리트의 응력을 비교한 결과 격자지보의 지보효과에 의해 4등급에서는 7%, 5등급에서는 13% 정도의 슛크리트응력 감소효과가 있는 것으로 나타났다.
2. 3차원 해석을 통하여 2차원에서 사용되는 하중분배율을 결정된 결과 4등급에서는 터널굴착 후 30%, 1차 슛크리트 설치 후 40%, 록볼트 및 2차 슛크리트 설치 후 15%, 3차 슛크리트 설치 후 15%, 5등급에서는 터널굴착 후 20%, 1차 슛크리트 설치 후 40%, 록볼트 및 2차 슛크리트 설치 후 35%, 3차 슛크리트 설치 후 5%의 하중분배율이 가장 부합

되는 것으로 나타났다.

3. 기존 슛크리트 모델링 방법인 탄성 beam 모델과 PML 모델 그리고 liner 모델을 적용하여 해석한 결과를 비교분석한 결과, 지보재에 작용하는 하중이 하중 강도에 미치지 못하는 4등급 암반에서는 3가지 모델이 모두 비슷한 거동을 보이는 것으로 나타났다. 지보재에 작용하는 하중이 부분적으로 지보재의 강도를 초과하는 5등급 암반에서는 3개의 모델이 서로 다른 거동을 함을 알 수 있었다.
4. PML 모델의 경우 축하중의 효과를 반영하지 못하므로 모멘트만에 의한 응력이 인장강도를 초과하면 더 이상 모멘트의 증가가 발생하지 않게 되어 축하중을 고려한 liner 모델보다는 강섬유보강 슛크리트의 거동을 제대로 표현하지 못하였다. 그러나 탄성 beam 모델 적용시 나타나는 과도한 인장력의 발생은 배제될 수 있었다.

결론적으로 강섬유보강 슛크리트를 모사할 경우 liner 모델을 이용한다면 강섬유보강 슛크리트의 거동 특성을 나타내는 데에는 기존의 해석보다 신뢰성 높은 해석을 수행할 수 있을 것이다. PML 모델을 적용할 경우에는 모멘트의 발생이 큰 지점에서는 강섬유보강 슛크리트의 응력이 과소평가될 수 있으므로 소성모멘트한계를 산정하는 단계에서 인장강도를 잔류강도 대신 최대인장강도인 4.4 MPa를 사용하여도 기존의 beam 모델로 해석을 수행한 결과보다는 더 신뢰성이 있는 결과를 얻을 수 있을 것으로 사료된다.

## 참고문헌

1. 건설교통부, 2003, 콘크리트 구조설계기준.
2. 안종필, 박경호, 김석우, 2001, 터널의 암반분류와 지보설계의 상관성 분석, 대한토목학회 학술발표회 논문집, pp. 1~4.
3. 이상필, 2006, 터널 영구 지보재로서의 슛크리트 고성능화 및 내구성 평가에 관한 연구, 서울대학교 대학원 박사학위 논문.
4. 전용성, 2004, 지반의 측압계수 변화에 따른 터널 거동특성, 영남대학교 석사학위 논문.
5. 유충식, 김연경, 이대영, 한병권, 1996, Lattice Girder의 터널지보재로서의 활용성에 관한 연구, 천원공업주식회사, pp. 10~14.
6. 한국도로공사 도로교통기술원, 2002, 암반등급에 따른 도로터널 지보 체계 개선 연구, 연구보고서.
7. 한동식, 유광호, 박연준, 2006, 터널의 안전을 평가를 위한 지보재 모델링 방법 비교 연구, 한국암반공학회 춘계학술발표회 논문집, pp. 297~303.



8. American Institute of Steel Construction, 1980, Manual of Steel Construction, 7th Ed, New York: AISC.  
 9. Chryssanthakis, P., Barton, N., Lorig, L., Christianson, M., 1997, Numerical simulation of fiber reinforced shot-

crete in a tunnel using the discrete element method, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., 34(3-4), Paper No. 054.  
 10. Vandewalle, M., 1997, Tunnelling the World, N.V. and Bekaert S.A.

**조 병 옥**



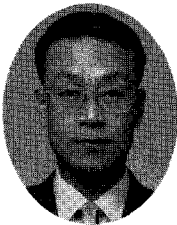
2005년 수원대학교 공과대학 토목공학과 공학사  
 2007년 수원대학교 대학원 토목공학과 공학석사  
 Tel: 032-885-2137  
 E-mail: cbo1102@skec.co.kr  
 현재 SK건설(주) 인천물류센터 정화사업 공사기사

**박 연 준**



1981년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사  
 1983년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사  
 1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원 토목공학과 공학박사  
 Tel: 031-220-2580  
 E-mail: yjpark@suwon.ac.kr  
 현재 수원대학교 토목공학과 교수

**유 광 호**



1984년 연세대학교 공과대학 토목공학과 공학사  
 1986년 연세대학교 대학원 토목공학과 공학석사  
 1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원 토목공학과 공학박사  
 Tel: 031-220-2566  
 E-mail: khyou@suwon.ac.kr  
 현재 수원대학교 토목공학과 교수

**김 수 만**



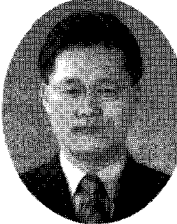
1971년 고려대학교 토목공학 공학사  
 1981년 고려대학교 토목공학 공학석사  
 구조공학  
 1985년 고려대학교 토목공학 공학박사  
 구조공학  
 Tel: 031-220-2159  
 E-mail: smkim@suwon.ac.kr  
 현재 현재 수원대학교 토목공학과 교수

**임 두 철**



1978년 성균관대학교 토목공학과 공학사  
 1999년 수원대학교 토목공학과 공학석사  
 Tel: 018-312-0596  
 E-mail: limdoo@korea.com  
 현재 극동엔지니어링(주) 전무

**이 상 돈**



1988년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사  
 1990년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사  
 1996년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학박사  
 Tel: 031-371-3370  
 E-mail: sdlee@freeway.co.kr  
 현재 한국도로공사 도로교통기술원 지반 연구그룹 수석연구원